

The computer program of static linear calculation of the solid core systems on the action of external loadings, including trapeze distributed loadings, is considered. The calculation is carried out by the method of finite elements in view of elastic connection of finite elements to nodes.

УДК 624.012.36:072.22

Зубрицкий Н.Н., Кондратчик А.А.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ В РАМКАХ ОБЩЕГО МЕТОДА

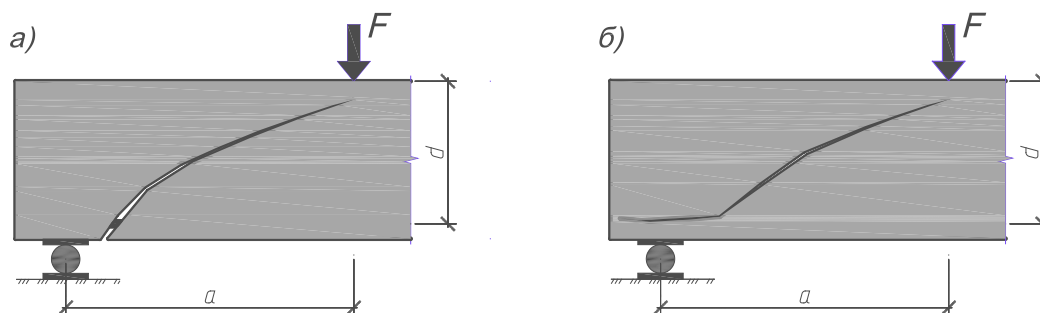


Рис. 1. Формы разрушения элементов без поперечного армирования

1. Оценка работы элементов без поперечного армирования. Объем элементов без поперечного армирования в общей массе строительных конструкций незначителен, но вопросу оценки прочности по наклонным сечениям, как в странах СНГ так и в странах дальнего зарубежья уделяется большое внимание, так как это связано с особенностями разрушения подобных элементов. Анализ результатов испытаний [3, 8, 14] позволяет выделить две основные формы разрушения:

I форма (рис. 1а) - разрушение происходит в результате текучести продольной арматуры в месте пересечения её наклонной трещиной. Данная форма разрушения характеризуется значительными перемещениями вдоль и поперек магистральной наклонной трещины. Наибольшая ширина раскрытия наблюдается у нижней грани элемента. Образование наклонной трещины происходит из ближайшей к опоре нормальной трещины, которая, в процессе развития, меняет угол наклона к продольной оси элемента.

II форма (рис. 1б) - предельное состояние наступает в результате разрушения бетона сжатого подкоса, между опорой и сечением, в области приложения нагрузки. По данной форме разрушение, происходит, как правило, хрупко и внезапно, характеризуется значительной шириной раскрытия наклонной трещины в середине высоты сечения.

В общем случае на форму разрушения оказывают влияние четыре основных фактора:

- пролет среза (расстояние от точки приложения сосредоточенной силы до опоры);
- прочность бетона с учетом сложного напряженного состояния;
- продольное армирование (величина и его распределение по сечению);
- геометрические размеры элемента.

Обширные исследования по изучению влияния вышеперечисленных факторов на прочность по наклонным сечениям были проведены американским ученым Кап в 1967 году. На основании результатов испытания 133 балок им был получен трехмерный график в системе координат a/d , ρ и M_u/M_{sd} . В качестве индикатора, указывающего на исчерпание несущей способности, автор [8] предложил использовать отношение действующего изгибающего момента, возникающего в приопорной зоне к моменту в сечении, где $V_{sd} = 0$. Как видно из графика, влияние поперечной силы на несущую способность элемента может составлять от 0 до 50% M_{sd} . Область, ограниченная точками «D-T», определяет область характеристик элемента, разрушение которых происходит по наклонному сечению и называется «valley of diagonal failure». Причем в области малых пролетов среза преобладающим является разрушение в результате раздавливания сжатого подкоса, а при пролетах среза бо-

лее 2-3 разрушение происходит в результате текучести арматуры.

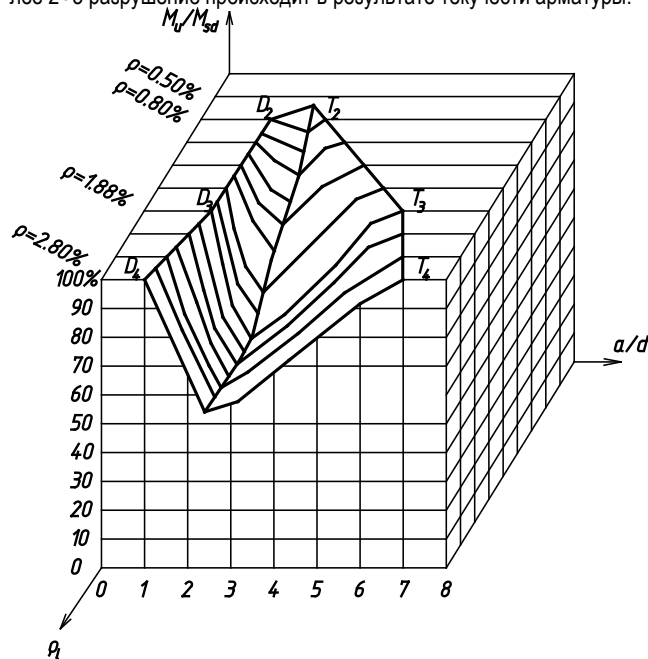


Рис. 2. Зависимость относительной несущей способности элементов при действии перерезывающих сил от пролета среза a/d и процента армирования ρ по данным [8]

Как видно из рис. 2, график определяющий разрушение элемента по наклонному сечению в интервале $a/d = 2..3$, имеет точку минимума, которая является граничной между двумя формами работы элемента: балочной ($a/d > 2.3$) и арочной ($a/d < 2.3$). В табл. 1 приведены значения пролета среза, при котором происходит разграничение характера поведения элемента в различных методиках и нормативных документах.

Кап отмечает, что граничное значение пролета среза (a/d)_c между работой элемента по балочной и арочной схемам, является переменной величиной и зависит от содержания продольной арматуры. Итальянские ученые G. Russo, G. Zingone и G. Puleri [7] отметили, что значение (a/d)_c зависит еще и от прочности бетона, предложив для его оценки следующую зависимость:

Зубрицкий Н.Н., ведущий инженер филиала РУП «Институт БелНИИС»-«НТЦ».

Таблица 1. Граничные значения пролета среза $(a/d)_c$ в различных методиках

| СНБ 5.03.01-02 [1] | Eurocode EC2 [6] | Australian Standard AS 3600 [13] | ACI 318-95 [4] | New Zealand Standards NZS [10] | Методика Zcutty [12] | Методика Ahmad [11] |
|--------------------|------------------|----------------------------------|----------------|--------------------------------|----------------------|---------------------|
| 2 | 2 | 2 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 3 |

$$\left(\frac{a}{d}\right)_c = 10.69 \left(\frac{\rho_l}{f_{cd}}\right)^{\frac{1}{5}} \quad (1)$$

В общем случае элемент без поперечного армирования после образования магистральной наклонной трещины внешнюю нагрузку будет воспринимать: сжатый бетон над вершиной наклонной трещины, продольной арматурой (нагельный эффект) и силами зацепления по берегам трещины (рис. 3). Вклад каждого из составляющих различен и величина это вклада зависит a/d , ρ_l , f_{ck} , L/d , где L – расчетная длина элемента.

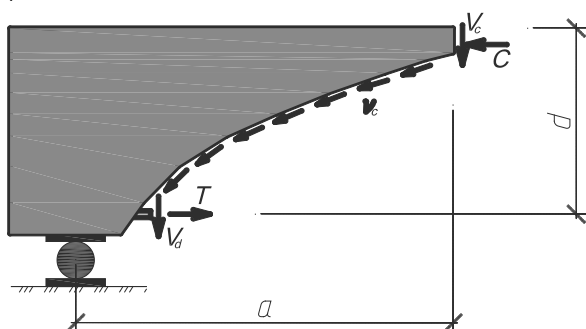


Рис. 3. Схема усилий, действующих в элементе без поперечного армирования после образования магистральной наклонной трещины

Нет единого мнения и в методике расчета подобных элементов. Анализ существующих на данный момент подходов позволяет разделить их на следующие группы:

- методики, базирующиеся на использовании метода предельного равновесия;
- методики, оценивающие совершаемую работу и энергию разрушения;
- методики, в основе которых заложена стержневая модель, т.н. ферменная аналогия;
- метод оценки напряженного состояния сжатого-растянутого стержня;
- методики, использующие положения на базе модифицированной теории полей сжатия;
- формулы и методы, базирующиеся на математической обработке экспериментальных данных с привязкой к конкретной схеме работы.

2. Уточнение положений методики модифицированной теории полей сжатия. Все перечисленные подходы имеют свои достоинства и недостатки. Наиболее перспективным является использование положений модифицированной теории полей сжатия (MCFT), позволяющее оценивать текущее напряженно-деформированное состояние в элементе на каждом этапе нагружения.

При применении модифицированной теории полей сжатия для расчетов железобетонных элементов с низким коэффициентом поперечного армирования ($\rho_{sw} \leq \rho_{sw,min}$) или вовсе без него требуются корректировки некоторые её базовые положения [15].

Во-первых, при расчетах на срез железобетонных элементов в рамках общего метода, в условиях равновесия и совместности деформаций используют средние значения напряжений и деформаций. Как показывают результаты испытаний [2], это положение для элементов без поперечного армирования не является справедливым и требует уточнения. Для оценки распределения напряжений и деформаций, возникающих в конструкции, рекомендуется разбить её

на элементарные части и уравнения равновесия и совместности деформаций составлять для каждой из них.

Во-вторых, при разрушении элемента без поперечного армирования наблюдается образование одной или двух критических диагональных трещин, имеющих значительную ширину раскрытия, в то время как ширина раскрытия других трещин, образовавшихся в процессе нагружения остается незначительной. Как показали опыты, проведенные Collins и Stanik [18], при максимальной нагрузке магистральная наклонная трещина имела ширину раскрытия от 6 до 7 мм (как и в исследованиях авторов [3]), в то время как теоретическое значение определенное по методике MCFT было значительно меньше.

В соответствии с [6] ширину раскрытия диагональной трещины предложено определять традиционным образом:

$$w_k = \varepsilon_1 \cdot S_{m\theta} \quad (2)$$

где ε_1 – главная растягивающая деформация;

$S_{m\theta}$ – расстояние между диагональными трещинами.

Однако нами, на основании результатов испытаний 10 балок [2],

значение $S_{m\theta}$ при $\frac{a}{d} \leq \left(\frac{a}{d}\right)_c$ рекомендуется принимать равным

$d / \cos \theta$, но не более 500мм, а не 300 мм, как в [15].

- при $\frac{a}{d} \leq \left(\frac{a}{d}\right)_c$ по зависимости 8.7 СНБ 5.03.01-02 [1]

$$S_{m\theta} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} \quad (3)$$

где θ – угол наклона диагональной трещины.

В-третьих, так как диаграммы деформирования бетона, используемые в методике, были получены для элементов с поперечным армированием, рекомендуется, в соответствии с результатами экспериментально-теоретических исследований [15], рекомендовано для элементов без поперечного армирования или с коэффициентом поперечного армирования $\rho_{sw} \leq \rho_{sw,min}$ и $\rho_{sw} \leq 0.05\%$ выполнять корректировку трансформированной диаграммы деформирования бетона в зависимости от расчетной ширины раскрытия наклонных трещин:

- при $w_k < 2$ мм – используется диаграмма деформирования как для армированных элементов;

$$f_{c2} = f_{2,max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right)^2 \right]; \quad (4)$$

- при $2 \leq w_k < 5$ мм – главные сжимающие напряжения корректируются по формуле:

$$f_{c2} = f'_{c2} (5 - w_k) / 3, \quad (5)$$

где f'_{c2} – главные сжимающие напряжения, рассчитанные по диаграмме, используемой для армированных элементов;

- при $w_k > 5$ мм – значение f'_{c2} принимается равным нулю.

В-четвертых, значительный вклад в восприятие поперечной силы после образования магистральной наклонной трещины оказывает продольная арматура. По различным источникам [3, 16] этот вклад может составлять от 20 до 40%. Продольная арматура, пересеченная наклонной трещиной, представляет собой работу нагеля.

Нагельное усилие, воспринимаемое продольной растянутой арматурой, пересекающей диагональную трещину, рекомендуется

определять по зависимости представленной в работах Di Prisco, Romero J.A. и Gambarova P.G [16, 17].

В элементах из бетонов нормальной прочности ($C_{\leq 50/60}$) нагельное усилие предложено рассчитывать по формуле:

$$V_d = \mu \cdot k_d \cdot w_k \cdot \cos \theta, \quad (6)$$

где μ – коэффициент, учитывающий влияние осевого усилия в продольной арматуре на величину нагельного усилия:

$$\mu = 1 - \left(\frac{w_k \cdot \sin \theta}{S \cdot \varepsilon_{yl}} \right), \quad (7)$$

k_d – жесткость нагеля, моделируемая через коэффициенты жесткости k_s и k_w

$$k_d = \frac{k_s \cdot k_w}{k_s + k_w}; \quad (8)$$

$$k_s = 59.78 \cdot \left(\frac{w_k \cos \theta}{2} \right)^{-0.64} \cdot \varnothing \cdot f_c^{0.38} \cdot \sin^2 \theta, \text{ Н/мм}$$

$$k_w = 1000 \cdot \left(\frac{f_c'}{30} \right)^{0.5} \cdot (1 + \varnothing) \cdot \left[1.2 \cdot \left(1 - \exp^{-1.8 \cdot c / \varnothing} \right) \right], \text{ Н/мм}$$

где ε_{yl} – деформации продольной арматуры;

S – величина защитного слоя, мм;

\varnothing – диаметр продольной арматуры, мм.

На рис. 4 приведено экспериментальное подтверждение принятых дополнений к определению ширины раскрытия наклонных трещин, а следовательно, и сил зацепления по берегам диагональных трещин.

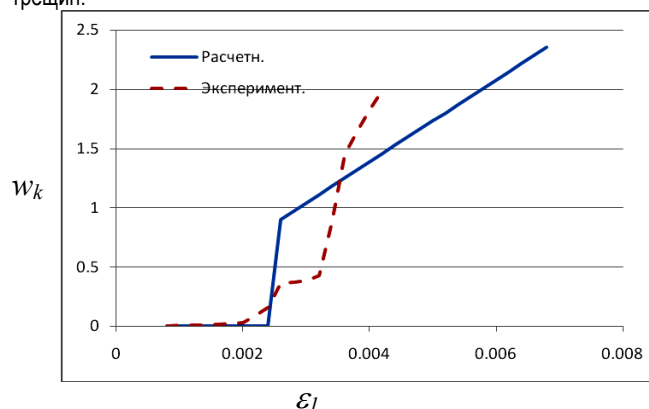


Рис. 4. Графики ширины раскрытия наклонной трещины, полученные по зависимости (2) и по экспериментальным данным [3]

Выводы

1. Принятые корректировки базовых положений общего метода расчета позволяют в полной мере учесть особенности поведения элементов без поперечного армирования при действии перерезывающих сил.
2. Ширина раскрытия наклонных трещин, определенная по формуле (2) с учетом предложенных нами рекомендаций, при нагрузках меньших $0,7F_u$, демонстрирует хорошее совпадение с экспериментальными данными

где $\frac{w_{k, теоретич}}{w_{k, эксперимент}} = 0.9 \div 1.3$, в то

время как по [15] это отношение составляет

$$\frac{w_{k, теоретич}}{w_{k, эксперимент}} = 1.1 \div 1.56$$

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования/ Министерство архитектуры и строительства. – Мн.: Минскпроект, 2003 – 139 с.
2. Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н. Анализ факторов определяющих прочность железобетонных элементов без поперечного армирования/ Вестник БГТУ. Строительство и архитектура – 2002 – №1(13) – С. 73-78.
3. Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н. Построение единой методики расчета железобетонных конструкций при совместном действии изгибающего момента, продольных и поперечных сил/ Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. науч. трудов междунар. науч.-метод. межвузовского семинара, Могилев 16-18 ноября 2005 г. – С. 203-210.
4. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary-ACI318RM-95, American Concrete Institute, Detroit, 1995.
5. Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990, Switzerland, July, 1991.
6. Eurocode No.2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings, Commission of the European Communities, ENV 1992-1-1, Dec. 1991 – p.253.
7. G. Russo, G. Zingone, G. Puler Flexure-Shear Interaction Model for Longitudinally Reinforced Beams // ACI Structural Journal, 1991 v.88, №1 – pp.60-68.
8. Kani, G.N.J. How safe are our large reinforced concrete beams? // ACI Structural Journal, 1967 v.64 №3 – pp. 128-141.
9. M. P. Collins, D. Kuchma How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings? // ACI Structural Journal, 1999.
10. NZS 3101, The Design of Concrete Structures. Part 1, New Zealand Standards, Wellington, 1995.
11. S. H. Ahmad, A. R. Khaloo, A. Poveda Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams // ACI Structural Journal, 1986 v.83 №2 – p. 297-305.
12. Zsutty T.C. Beam Shear Strength Prediction by analysis of Existing Data. // ACI Structural Journal, v.65, Nov., 1968. – pp.943-951.
13. AS 3600, Concrete Structures, Standards Association of Australia, Sydney, 1994.
14. K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, and E. Ho Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 2 - Tests of Restrained Beams Without Web Reinforcement // ACI Structural Journal, 1955 v.51 №2 – pp. 417-434.
15. F.D. Vecchio Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams // ACI Structural Journal, 2000 v.97 №1 – pp. 102-110.
16. Dei Poli S., Prisco M.D., Gambarova P.G. Stress field in web reinforcement concrete thin-webbed beams failing in shear/ Journ. St. Eng., v. 116, No 9, Sept., 1990 – pp. 2496-2515.
17. Di Prisco D., Gambarova P.G. Validation of Animproved Truss Model for Shear in RC and PC Beams/ Study e Recherché, v. 15 Politecnico di Milano, 1994 – pp. 77-102.
18. Collins M.P., Stanik B.A. The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, Amount of Transverse Reinforcement and Member Size on Shear Strength of Reinforced Concrete Members/ MASc thesis, Unicersity of Toronto, 1998. – 711p.

Материал поступил в редакцию 14.01.08

ZUBRICKIJ N.N., KONDRATCIK A.A. Feature of account of elements without cross fixture's within the framework of a general method

The offers on updating a number of rules of the modified theory of fields of compression with reference to account of ferro-concrete elements without cross fixture's are given, that allows to carry out account of durability of inclined sections of elements irrespective of presence of the cross fixture on one technique, were guided general rules.